

심부 터널 주변 과응력 암반의 취성파괴 수치모델링

이근채^{1*} · 문현구²

¹정회원, 한양대학교 자원환경공학과 박사과정

²비회원, 한양대학교 자원환경공학과 교수

Numerical modeling of brittle failure of the overstressed rock mass around deep tunnel

Kun-Chai Lee^{1*}, Hyun-Koo Moon²

¹Hanyang University, Department of Natural Resources and Environmental Engineering, Ph. D Student

²Hanyang University, Department of Natural Resources and Environmental Engineering, Professor

ABSTRACT: The failure of rock mass around deep tunnel, different from shallow tunnel largely affected by discontinuities, is dominated by magnitudes and directions of stresses, and the failures dominated by stresses can be divided into ductile and brittle features according to the conditions of stresses and the characteristics of rock mass. It is important to know the range and the depth of the V-shaped notch type failure resulted from the brittle failure, such as spalling, slabbing and rock burst, because they are the main factors for the design of excavation and support of deep tunnels. The main features of brittle failure are that it consists of cohesion loss and friction mobilization according to the stress condition, and is progressive. In this paper, a three-dimensional numerical model has been developed in order to simulate the brittle behavior of rock mass around deep tunnel by introducing the bi-linear failure envelope cut off, elastic-elastoplastic coupling and gradual spread of elastoplastic regions. By performing a series of numerical analyses, it is shown that the depths of failure estimated by this model coincide with an empirical relation from a case study.

Keywords: Deep tunnel, Great depth, Overstress, Brittle failure, Depth of failure, Spalling

초 록: 심부 터널 주변 암반의 파괴는 불연속면의 영향을 크게 받는 천부 터널 주변과 다르게 응력의 크기와 방향이 지배한다. 응력 지배 파괴의 양상은 응력 조건, 암석의 특성에 따라 연성과 취성으로 구분할 수 있으며 파석, 판상 파괴, 암석 파열 현상의 결과로 나타나는 V-형 홈 형태 취성 파괴 영역의 범위와 깊이는 심부 터널의 굴착과 보강 설계의 주요 인자이므로 이를 파악하는 것은 중요하다. 취성 파괴의 특성은 응력 조건에 따라 점착력 상실과 마찰력 전이로 구성된다는 점과 진행성 파괴라는 점이다. 본 연구는 이중 선형 절단 파괴 포락선과 탄성-탄소성 연계 해석과 점진적 탄소성 영역 확대라는 해석 절차와 방법을 도입하여 터널 주변 취성 암반의 파괴를 합리적으로 모사할 수 있는 3차원 수치 모델을 구현하였다. 이 수치 모델이 예상한 취성 파괴 영역의 깊이는 기존 사례 연구를 통한 경험식의 결과와 부합되었다.

주요어: 심부 터널, 대심도, 과응력, 취성 파괴, 파괴 깊이, 파석

1. 서 론

심부에서 굴착되는 지하 공동 주변 암반은 일반적인 천부 암반과 다른 거동 양상을 보인다. 심부의

높은 현장 응력 수준은 지하 공동을 굴착할 때 공동 주변에 높은 유도 응력(induced stresses)을 발생시킨다(Hoek and Marinos, 2008). 이 높은 유도 응력으로 인하여 암석의 종류(Aydan et al., 1996), 암반 내 불연속면의 특성(Martin et al., 1999)에 따라 취성(brittle)이나 연성(ductile) 거동을 보이게 되며 전자에 의해서는 파석(spalling), 암석 파열(rock burst) (Roby et al., 2008; Kaiser and Cai, 2012; Wang et al., 2012)로

*Corresponding author: Kun-Chai Lee
E-mail: chailee@hanyang.ac.kr

Received September 8, 2016; Revised September 23, 2016;
Accepted September 26, 2016

후자는 압출(squeezing) (Panet, 1996; Hoek and Guevara, 2009; Mezger et al., 2013)로 대표되는 현상들을 발생시킨다.

심부 취성 암반 내 지하 공동에서 흔히 발생하는 파석, 판상 파괴의 결과로 생긴 V-형태의 홈(V-shaped notch, Fig. 1)의 파괴 깊이(depth of failure)와 그 주변의 손상 영역에 대한 정보들을 계획과 설계 단계에서 파악하는 것은 터널 굴착 방법과 보강 영역 산정을 위해 필요하며 이는 결국 사업의 예산과 공기 산정에 지대한 영향을 미친다.

심부 암반의 취성 파괴 특성에 관해서는 캐나다 AECL (Atomic Energy of Canada Limited)의 지하 실험실(Underground Research Laboratory)에서 행해진 일련의 실험과 측량 자료를 기반으로 한 분석과 연구를 통하여 취성 파괴 메커니즘과 다양한 거동 모델들이 제안되었다(Martin and Chandler, 1994; Martin, 1995; Read et al., 1998; Hajiabdolmajid et al., 2002). 이 연구들에 따르면 심부 암반의 취성 파괴에 영향을



Fig. 1. The Mine-by test tunnel showing the well-developed V-shaped notches associated with progressive failure of the rock mass (after Read et al., 1998)

미치는 주요 인자는 초기 현장 응력 상태(크기와 방향)와 암석의 취성 파괴 특성(점진적 파괴 형태, 균열 개시, 손상 응력 등)으로 밝혀졌다. 그러나 심부 터널 사업의 초기 단계에서 천 미터 이상 대상 암반의 현장 응력 상태와 강도 특성을 정량적으로 파악하기란 사실상 불가능하다. 반면에 암반 분류법, 심도와 응력에 관한 경험적 추정식, Hoek-Brown 경험적 파괴 조건 등 우리에게 친밀한 경험적 방법들은 이 같은 자료 한정적 조건(data limited condition)에서 활용 가능한 대안을 제공해준다.

심부 암반 내 터널 안정성의 관점에서 볼 때 취성 암반의 파괴 특성상 파괴 후 형성된 터널 형상은 안정을 이루므로(Martin, 1997) 변형이나 지보에 가해지는 암반 하중 보다는 파괴의 깊이와 손상 범위가 보강 및 굴착을 위한 주요 설계 인자가 될 것이다.

본 연구는 심부 터널 주변 과응력 취성 암반의 파괴 깊이와 형상에 대하여 현장 응력 상태, 암반의 취성 파괴 특성을 모사할 수 있는 수치 모델과 해석 방법을 개발하여 자료 한정적 조건에서 예견대 취성 파괴 범위와 깊이 같은 설계 인자를 합리적으로 추정할 수 있는 도구를 제공하는 것을 목표로 한다.

이를 위하여 취성 암반의 거동에 관한 선행 연구 성과들을 검토하여 취성 암반 거동의 특성을 이해한 바탕 위에 적용 가능한 현장 취성 암반 파괴 모델을 수치적으로 구현하고 이에 부합하도록 해석 절차 및 방법을 개발하였다. 개발된 수치 모델을 적용하여 심부 암반의 현장 응력 조건의 가능한 범위에 대하여 3차원 탄소성 수치해석을 실시하여 심도와 암반 상태에 따라 가능한 범위의 취성 파괴 깊이와 손상 범위를 제시하고 그 결과의 검토를 통하여 개발된 수치 모델 및 방법론에 관한 타당성을 검증하였다.

2. 심부 암반의 응력 조건

2.1 응력과 파괴 유형

지하 공동 주변 암반의 파괴는 현장 응력 수준과 암반의 특성에 의존한다(Hoek et al., 1995). 낮은 현장

응력에서는 자연적 균열의 연장과 분포가 암반의 파괴를 지배하지만 현장 응력이 커지면 자연 균열은 구속되고 암반 파괴는 굴착면 경계와 나란하게 발달하는 응력 유도 균열이 지배하는 취성 파괴의 형태가 된다(Kaiser et al., 2000).

Fig. 2는 이러한 암반의 파괴에 대한 현장 응력과 암반의 특성, 즉 무결암 강도와 균열의 관계를 도식적으로 설명하고 있다. 그림은 균열이 심하게 발달한 경우(RMR < 50)를 제외하고는 현장 응력이 증가하면서 균열에 의한 암괴의 탈락이나 활동과 같은 이른바 중력 유도(gravity-induced) 파괴에서 파석과 같은 응력 유도 파괴 양상으로 변화함을 보여 주며 균열이 심하게 발달한 경우는 높은 응력 수준에서 압출이나 팽창 현상이 발생할 수 있다는 것을 설명한다.

현장 응력은 대체적으로 심도에 비례하여 증가하므로 심도가 증가할수록 암반의 파괴는 취성 파괴 형태를 띠게 된다. 예를 들어 Fig. 2에서 설명하는 바와 같이 현장 최대 주응력과 암석의 일축압축강도의 비

(σ_1/σ_c)가 0.15를 초과 할 때 취성 파괴가 발생할 수 있다고 보면 일축압축강도가 매우 강한 암석(very strong rock)의 하한인 100 MPa (Brown, 1981) 이상 일 때 수직 응력이 주응력이 되는 경우 식 (3)에 의해 심도 556 m 부터 취성 파괴가 암반의 파괴를 지배할 것이다. 이 심도는 많은 가정을 전제로 한 값이지만 5백 미터 이상의 심부 터널 굴착 과정에서 취성 파괴가 발생할 가능성이 매우 크므로 터널의 설계와 시공에서 이에 대한 고려가 필요하다는 점은 분명하다.

2.2 수직 응력

암반 내 응력은 현장 응력(in situ stresses)과 유도 응력으로 나뉜다. 현장 응력은 자연(natural), 초기(primitive), 처녀(virgin) 응력이라고도 부르며 교란이 발생하기 전 암석 내의 응력을 말한다(Amadei and Stephansson, 1997).

지하 굴착에서 응력의 크기가 암석의 강도를 초과하여 야기된 불안정성이 굴착된 공동의 거동에 심각한 결과를 초래할 수 있으므로 현장 응력과 유도 응력의 크기와 방향을 아는 것은 지하 굴착 설계에 있어 필수적이다(Hoek et al., 1995). 현장 응력은 대체로 심도에 비례하여 그 크기가 증가하므로 심부 암반에서 굴착된 공동의 안정성에 미치는 응력의 영향은 더욱 크다고 볼 수 있다.

현장 응력은 지하 굴착의 안정성 문제에 대해 일차적인 중요성을 가진다(Sheorey, 1994). 그러나 현장 응력의 상태를 완벽하게 측정하는 것은 많은 비용이 드는 까다롭고 어려운 일이므로 현장 응력을 예측할 수 있는 이론이나 경험적 관계에 대한 꾸준한 관심이 있었다. 그 중 가장 친숙한 것은 한 지점의 수직 응력(vertical stress)은 상재 하중에 의한 응력으로 간주하고 수평 응력(horizontal stresses)은 수직 응력이 작용하는 탄성체의 측방 변형을 완전히 구속(푸아송 구속, Poisson's restraint)하는 데에 필요한 응력으로 간주하는 것이다(Brown and Hoek, 1978; Sheorey, 1994).

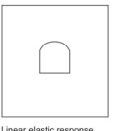
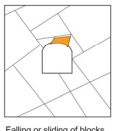
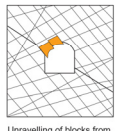


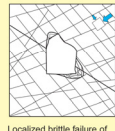
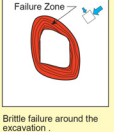

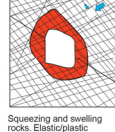
	Massive (GSI > 75)	Moderately Fractured (50 > GSI > 75)	Highly Fractured (GSI < 50)	
Low In-Situ Stress ($\sigma_1/\sigma_c > 0.15$)	 Linear elastic response.	 Falling or sliding of blocks and wedges.	 Unravelling of blocks from the excavation surface.	$D/\phi < 0.4$ (±1)
Intermediate In-Situ Stress ($0.15 < \sigma_1/\sigma_c < 0.4$)	 Brittle failure adjacent to excavation boundary.	 Localized brittle failure of intact rock and movement of blocks.	 Localized brittle failure of intact rock and unravelling along discontinuities.	0.4 (±1) > $D/\phi < 1.1$ (±1)
High In-Situ Stress ($\sigma_1/\sigma_c > 0.4$)	 Failure zone around the excavation.	 Brittle failure of intact rock around the excavation and movement of blocks.	 Squeezing and swelling rocks. Elastic/plastic continuum.	$D/\phi > 1.1$ (±1)

Fig. 2. Tunnel instability and failure mode as a function of Rock Mass Rating and the ratio of the maximum far-field stress σ_1 to the unconfined compressive strength σ_c (after Martin et al. (2001), modified from Hoek et al. (1995))

이 이론에 의하면 지하의 한 지점에서 수직 응력(σ_v)은 그 지점의 심도(Z)와 상부 암반의 단위 중량(γ)의 곱으로 산정할 수 있고(Hoek et al., 1995; Amadei and Stephansson, 1997) 수평 응력(σ_h)은 암석의 푸아송 비(Poisson's ratio, ν)에 의존하는 수직 응력에 대한 어떤 비로 구할 수 있다고 가정한다. 이를 식으로 표현하면 다음 식 (1), (2)와 같다.

$$\sigma_v = \gamma Z \quad (1)$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \gamma Z \quad (2)$$

그러나 식 (2)와 같이 수평 응력이 거의 푸아송 구속의 결과로 발생한다는 개념은 다수의 측정 자료 문헌들에서 볼 수 있는 바와 같이 맞지 않는다는 것이 입증되었다. 수직 응력에 대한 수평 응력의 비($k = \sigma_h/\sigma_v$)는 지표면 부근에서는 커지는 경향을 보인다 (Sheorey, 1994).

Brown and Hoek (1978)은 120개의 현장 응력 자료를 가지고 수직 응력과 심도의 관계를 나타내는 그래프와 수직 응력에 대한 평균 수평 응력 비와 심도의 관계를 나타내는 그래프를 제시한 바 있다.

수직 응력과 심도는 대체적으로 식 (3)과 같은 단순한 관계를 따르는 경향을 보이며 0.027을 지중 암반의 평균 단위 중량이라 본다면 식 (1)과도 부합하는 결과라고 할 수 있다

$$\sigma_v = 0.027 Z \text{ (MPa)} \quad (3)$$

2.3 수평 응력

수직 응력에 대한 평균 수평 응력의 비(k)는 낮은 심도에서는 그 크기와 범위가 크고 넓으나 심도가 깊어질수록 크기와 범위는 줄어 든다. 심도(Z , 단위 : m)에 대한 수평-수직 응력비, k 값의 변화 범위 경계

를 식으로 표현하면 다음과 같다(Brown and Hoek, 1978).

$$\frac{100}{Z} + 0.3 \leq k \leq \frac{1500}{Z} + 0.5 \quad (4)$$

예를 들어 k 는 심도 1,000 m에서는 0.8에서 2.0 사이에 범위에 들고 심도 2,000 m가 되면 0.35에서 1.25사이에 있게 된다.

McCutchen (1982)는 심도에 따라 k 값에 차이가 나는 이유를 자중(self-gravitation)을 받는 지각 셀 모델로 설명하였다. 지구의 중심을 원점으로하는 극좌 표계를 적용하여 수평 응력(σ_h)을 접선 방향 응력(tangential stress, σ_θ)로 수직 응력(σ_v)을 반경 방향 응력(radial stress, σ_r)으로 놓고 탄성 이론과 심도에 따른 변형 양상의 변화를 가지고 수평-수직 응력비 k 의 변화를 합리적으로 설명하였다.

한편 Sheorey (1994)는 전술한 McCutchen (1982)의 이론에서 역산한 지각의 두께가 실제 지각의 두께와 차이가 나기 때문에 실제 지각의 두께를 이 이론에 적용하면 측정된 자료(Brown and Hoek, 1978)와 맞지 않는다는 문제점을 지적하고 심도의 증가에 따른 지각과 맨틀의 열의 증가, 중력의 증가 및 암석의 단위 중량 변화 그리고 암석의 탄성 계수의 변화를 가정하여 새로운 이론을 발전시켰다.

이 연구에서 Sheorey (1994)는 지각과 맨틀의 경계인 모호면의 변위를 영으로 보지 않고 맨틀과 액체인 외핵의 경계인 구텐베르크 불연속면(Gutenberg discontinuity)에서 변위가 영이 되는 것으로 가정했으며 구형 셀 모델을 지각과 맨틀에 각각 6개 씩의 총 12개의 고리로 나누어 각각의 심도에 해당되는 정확한 탄성 계수(E), 단위 중량(γ), 열팽창 계수(coefficient of thermal expansion, α)를 할당하여 분석하였다.

이론적으로 유도된 수평-수직 응력비는 심도 뿐 아니라 탄성 계수의 함수이며 최상부 고리(지표부터 약 5,000 m 심도까지)에 대해서 그 관계는 다음과

같다.

$$k = 0.25 + 7E(0.001 + \frac{1}{Z}) \quad (5)$$

2.4 현장 응력 분포의 추정

높은 현장 응력 수준으로 인하여 응력 유도 파괴가 지배적인 심도 천 미터 단위의 심부 암반 내 터널 건설에서 현장 응력의 크기를 아는 것은 터널의 계획과 설계 단계에서 공사 기간과 방법 그리고 예산을 수립하는 데에 있어 필수적이다. 그러나 심부 터널의 계획과 설계 단계에서 현장 응력을 측정하기 위하여 심부 암반에 직접 접근하는 것은 실질적으로 불가능하다. 또한 다양한 현장 암반의 측정 방법들은 심부로 갈수록 그 정확도가 떨어지며 예컨대 $\sigma_1 > 0.3\sigma_c$ 가 되는 1,000~1,500 m 심도가 그 한계라고 보고하고 있다(Kaiser et al., 2000). 따라서 심도(Z)와 수직 응력(σ_v), 수평 응력(σ_h) 또는 수평-수직 응력 비(k) 사이의 경험적 관계식들은 이들에 대한 정확한 자료가 없는 초기 단계와 심부 암반에서 유용하게 사용될 수 있을 것이다(Brown and Hoek, 1978).

수직 응력의 경우는 식 (3)의 관계로 추정할 값을 사용하여도 타당한 결과를 기대할 수 있으나 수평 응력(또는 수평-수직 응력비)의 경우는 그 편차가 심할 수 있다. 따라서 수평-수직 응력비는 특정한 값으로 추정하는 것 보다는 가능한 값의 범위의 상한과 하한(식 (4))을 이용하는 방식이 바람직하다.

3. 암반의 취성 거동

3.1 취성 암석의 실내 시험

Martin and Chandler (1994)는 일축압축강도 시험에서 암석 시료가 파괴에 이르는 경로를 표현하기 위하여 Fig. 3과 같이 축방향 변형률, 횡방향 변형률, 체적 변형률 대 축방향 응력의 곡선을 제시하였다.

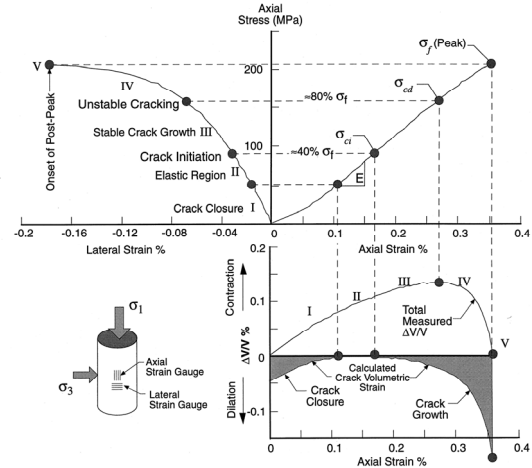


Fig. 3. Stress-strain diagram obtained from a single uniaxial compression test on Lac du Bonnet granite showing the definition of crack initiation (σ_{ci}), crack damage (σ_{cd}) and peak strength (σ_f) (after Martin & Chandler, 1994)

이 그림에서 다음과 같은 취성 암석 파괴의 다섯 단계를 확인할 수 있다(Martin, 1997; Cai et al., 2004; Cai and Kaiser, 2014):

I 단계 : 미소 균열의 닫힘.

II 단계 : 선형 탄성 변형 구간.

III 단계 : 안정한 형태의 미소 균열들이 최대 응력과 나란한 방향으로 성장하는 구간.

IV 단계 : 균열들이 상호 작용 또는 불안정한 균열들이 전파되기 시작하는 단계이다.

V 단계 : 첨두 강도에 도달했으며 이 후 보통 큰 균열들 또는 전단 띠가 형성된다.

많은 연구에서 취성 암석 시료에 대한 실내 압축 시험은 최대 하중 방향으로 성장하는 작은 균열들이 파괴를 지배하며 이 때 응력변형률 곡선은 ① 균열개시 응력(crack-initiation stress, σ_{ci}), ② 불안정 균열 응력(unstable crack stress, σ_{cd}), ③ 첨두 응력(the peak stress, σ_f)의 세 가지 응력 수준을 나타낸다는 점을 보여준다(Martin, 1997). 균열-개시 응력은 첨두 응력

의 0.3~0.5배 사이이며 반면에 불안정 균열 응력은 침두 응력의 0.7~0.8배 사이이다(Martin and Chandler, 1994; Martin, 1995; Cai and Kaiser, 2014). 이들 중 균열-개시 응력과 불안정 균열 응력은 재료의 물성에 속하나 침두 응력은 하중 조건의 함수이다(Martin and Chandler, 1994). 미소균열을 따라 슬라이딩이 발생하여 파괴가 개시되는 응력(σ_{cl})은 침두 응력으로 정규화하면 구속압과는 무관하게 된다(Martin, 1997).

불안정 균열 응력 단계의 축방향 변형률이 영구적이므로 이 응력 수준에서 미소 균열을 따라 미끄러짐이 개시됨을 나타낸다. 한편 불안정 균열 응력을 균열-손상 응력(crack-damage stress) 또는 장기 강도(long-term strength)라고도 표현한다.

한편 Martin and Chandler (1994)는 하중의 재하-제하 반복(load-unloading cycle)을 통한 손상 제어 시험(damage-controlled test)에서 각 사이클에서 발생하는 영구 체적 변형률로 손상이 시료에 누적된다는 점을 보여주었다. 손상이 누적되면 균열-개시 응력(σ_{cl})은 유지되지만 장기 강도(σ_{cl})는 크게 감소한다.

3.2 지하 공동 주변 암반의 취성 파괴

과응력 취성 암반 내 지하 공동 굴착으로 인한 암반의 파괴는 터널이 굴착되는 즉시 발생하여 터널 굴착이 진행하면서 파괴도 진전된다. 취성 암반의 파괴는 변형률 에너지의 갑작스런 해방으로 인하여 급격하게 발생하지만 일단 평면-변형률(plane-strain) 조건이 충족되면 파괴 후 새롭게 형성된 터널 형상은 안정을 이룬다. 취성 암반 내 지하 공동 굴착으로 인한 파괴의 과정은 다음과 같다(Martin, 1997).

I 단계 : 손상 개시. 편차 응력이 임계값을 초과하는 터널 막장 전방 영역에서 균열 발생이 시작된다.

II 단계 : 팽창. 최대 접선 응력 구역에서 임계 방향의 균열들이 발달한다. 이 과정은 터널 경계에서 시작되고 5~10 cm의 좁은 구역에서 전단과 파쇄가 일어난다. 이 구역에서 상당한 팽창이 입자 크기 축적으로 발생한다.

III 단계 : 판상 파괴와 파석. 파괴 진행 구역의 발달로 얇은 판들이 형성된다. 이 판들은 뒤틀림, 찢개짐, 휨에 의해 형성되고 두께는 1에서 5 cm이다. 가장 두꺼운 판은 흠의 최대 크기가 되었을 때 형성된다. 흠 끝에 가까운 판들은 곡면을 이룬다.

IV 단계 : 안정화. 흠 끝의 진행 구역이 안정화시킬 충분한 구속압을 흠 형상이 제공하게 되면 흠의 진전이 멈춘다. 이는 흠 형상에 곡면이 생겨 마치 “눈물방울” 같은 모양이 됨을 의미한다.

흠 형상은 터널 주변에 점착력을 완전히 상실한 구역을 의미한다. 이 흠 끝 주변은 점착력 손실이 완전히 진행되지 않아 아직 붙어 있는 얇은 판들을 포함한다.

4. 현장 암반의 강도

4.1 응력의 경로와 회전

자연 균열이 거의 없는 지하 공동 주변의 현장 암반의 강도는 실내 시험용 암석 시료의 강도에 비해 현저하게 낮은 값을 보이는 것이 일반적이다. 취성 암석의 실내 시험 강도와 현장 강도 사이의 불일치는 응력 경로의 차이에서 기인한다는 점을 여러 연구자들이 지적한 바 있다(Martin, 1995, 1997; Read et al., 1998). 즉 실내 시험의 하중 경로는 증가와 감소 중 한 방향으로 단조롭게 진행되지만 터널 주변의 현장 하중 경로는 훨씬 복잡하게 진행된다. 지하에서 터널이 굴진할 때 터널이 아직 도달하지 않은 막장면 전방의 터널 주변 암반은 터널의 굴착이 다가 오며 따라 주응력의 증가, 감소, 회전의 복합적인 과정을 겪게 된다. 반면에 터널 막장면 후방의 터널 주변 암반은 반경 방향 응력은 영이 되고 접선 방향 응력은 터널이 진행함에 따라 점차 증가하여 평면 변형률 조건이 될 때 최고값에 다다른 후 일정하게 될 것이다. 따라서 현장 암반이 겪는 응력 경로 중 터널 막장면 후방의 응력 경로는 단조롭게 증가하는 일반적인 실내 시험 조건과 유사

하며 터널 막장면 전방의 복잡한 응력 경로가 현장 암반의 강도 저하에 기여하게 될 것이다.

4.2 현장 암반의 취성 파괴 강도

터널 주변의 현장 암반은 터널 굴착이 진행되는 동안 복잡한 응력 경로를 거치면서 암반 내 균열의 성장으로 인한 강도의 손실을 겪게 된다. 1 mm의 기존 균열이 3 mm로 성장하게 되면 일축압축강도의 40%가 저하되며 이처럼 초기 균열의 작은 성장으로도 암반의 강도는 심각하게 저하된다(Martin, 1995). 따라서 현장 암반의 강도에서 초기 균열이 성장할 수 있는 균열-개시 응력의 크기가 중요하다.

Martin (1997)은 AECL 지하 실험실의 420 m 심도 터널에서 터널 굴착 전 터널 천정과 바닥에 설치한 삼축 변형률 셀(triaxial strain cell)로 측정된 터널 굴착 과정의 암반 내 응력의 크기와 방향의 변화와 3차원 탄성 해석의 결과 비교와 터널 막장 전방에서 발생하는 미소 진동 이벤트의 측정을 통해 미소 진동 이벤트를 발생시키는 응력(현장 손상-개시 응력)의 크기를 추정하고 이 결과에 최소 제곱 근사법을 적용하여 현장 손상-개시 응력(in situ damage-initiation stress)으로 편차 응력($\sigma_1 - \sigma_3$)이 상수(70~75 MPa)로 근사됨을 보였다. 이 결과는 최대 편차 응력이 일축압축강도의 1/3을 초과할 때 현장 균열이 시작된다는 것을 의미한다. 이를 Hoek-Brown 파괴 기준으로 표현하면 $m = 0$, $s = 0.11$ 이 된다. 다수의 연구자들에 의하면 이 손상-개시 응력의 범위는 $1/3 \sim 1/2 \sigma_c$ 에 있다(Martin, 1995; Kaiser et al., 2000; Diederichs, 2003; Cai et al., 2004).

Fig. 4는 복잡한 취성 암반의 파괴 형태에 대한 도식적 설명을 보여 준다. 손상-개시 응력 이하에서는 손상을 받지 않지만 손상-개시 응력을 초과하여 균열이 진전된 암반은 터널 굴착에 의해 구속압이 작아지면 파석 등 취성 파괴가 발생한다. 그러나 손상-개시 응력을 초과한 경우에도 구속압이 있는 상태에 있다

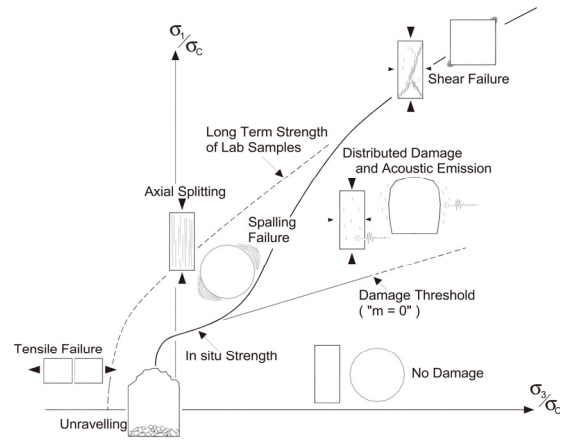


Fig. 4. Schematic of failure envelope for brittle failure, showing four zones of distinct rock mass failure mechanisms: no damage, shear failure, spalling, and unravelling (after Diederichs, 2003)

면 장기 강도에 도달할 때까지 파괴가 일어나지 않으며 장기 강도를 초과할 때 전단 파괴가 발생한다. 따라서 Fig. 4에 도식적으로 표현된 네 개의 영역에는 응력 조건에 따라 손상 없음, 전단 파괴, 파석, 인장 파괴의 네 개의 영역이 표현되어 있고 그 결과 취성 암반의 파괴 포락선을 이중 선형 절단 파괴 포락선(bi-linear failure envelope cut-off; Kaiser et al., 2000; Diederichs, 2003) 또는 다중 선형 파괴 포락선(multiphase linear failure envelope; Diederichs, 2003)으로 표현할 수 있다. 이 파괴 포락선은 암반 내부의 균열이 발생하고 진전되기까지 마찰력은 역할을 하지 않고($m = 0$) 점착력이 지배하는 응력 구간과 균열면을 따라 활동이 발생한 이후 점착력을 상실하고 마찰력이 전이되어 발휘되는 응력 구간의 2단계로 나뉘는 취성 암반의 점진적인 파괴 특성을 표현하고 있다. 다시 말하면 마찰 강도는 점착력을 상실하기까지 충분한 손상이 발생하여야 발휘된다(Kaiser et al., 2000).

4.3 취성 파괴 깊이

심부 터널 주변 취성 암반의 경우 파괴 후 형성된

터널 형상이 안정을 이루기 때문에 변형량이나 암반 하중 보다는 파괴 깊이를 예측하는 것이 터널 설계 인자로서 더욱 중요하다.

심부 암반의 파괴 후 형상과 파괴 깊이를 예측하기 위한 시도로 Martin et al. (1999)은 실내 일축압축강도에 대한 최대 접선 경계 응력(the maximum tangential boundary stress)의 비로 표현되는 이른바 손상지수(the damage index, D_i)가 약 0.4를 초과할 때 취성 파괴가 시작되며 이 때 취성 파괴의 과정은 암반의 고유 점착력의 손실에 의해서 지배되므로 Hock-Brown 매개변수에서 $m = 0$ 임을 의미하는 오직 점착력에만 기초하는 파괴 포락선식 (6)을 사용하여 터널 주변의 취성 파괴 깊이(범위)를 산정할 수 있다고 보았다.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{s} \sigma_c \quad (6)$$

한편 수치해석을 이용한 파괴 깊이의 예측에서 탄성 해석을 이용한 반복 해석 방법은 파괴 심도를 2-3배 과다 예측하게 된다(Martin, 1997). 반면에 전통적인 탄성-취성-소성 거동을 가정한 모델은 취성 파괴 심도를 과소 평가하는 경향이 있다.

Martin (1997)은 취성 파괴 과정을 모델링하기 위하여 변형률-연화(strain-softening) 모델의 일종인 탄성-취성-마찰력(elastic-brittle-frictional, CBF) 구성 모델을 제시하였다. 이 모델에서는 손상이 개시되는 일정 편차 응력 기준에 의해 항복이 발생하고 그 이후에 점착력 강화와 마찰력 이동이 발생한다. 이 모델은 흙의 형태를 정확히 그려내지는 못하지만 좀 더 현실적인 항복 이후 암반의 응력과 변형률을 제공하므로 필요한 암반 지보량을 산정하는 데에 적절하다.

일정 편차 응력 기준은 흙의 형상을 예측하지는 못하지만 어느 정도 합리적인 최대 손상 깊이를 제공하며 파괴 과정의 첫 단계인 균열 또는 손상 개시 한계를 정의한다. 구속 응력이 제거되어 일단 파괴 과정이 시작되면 처음에 손상된 구역 즉, 점착력 손실이 발생한 구역 너머로는 파괴 영역의 최종적인 형태

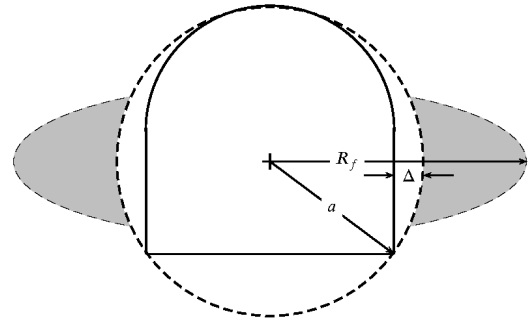


Fig. 5. Depth of failure of D-shaped tunnel (after Martin et al., 1999)

가 확장되지는 않는다.

Martin et al. (1999)는 또한 흙형 취성 파괴가 발생한 8개 사례 문헌의 자료를 통해 Fig. 5에 정의된 터널 반경에 대한 파괴 깊이의 비와 일축압축강도에 대한 최대 접선 응력의 비 사이의 식 (7)과 같은 선형 관계식을 도출하였다.

$$\frac{R_f}{a} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25 \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_c} \quad (7)$$

5. 수치 모델링

5.1 취성 거동의 수치 모델

높은 응력을 받는 암반의 파괴는 불연속면의 역할이 감소하고 응력의 영향이 지배적이게 된다. 따라서 이러한 조건에 놓이게 되는 심부 터널 주변 암반의 거동과 파괴의 예측은 일반적인 천부 터널의 경우와는 다를 수 밖에 없다. 즉 굴착에 따른 터널 주변의 탄성 변형과 지보재에 가해지는 암반 하중이 중요한 설계 인자가 되는 천부 터널과 달리 취성 암반의 심부 터널에서는 암반의 강도와 파괴 여부 및 범위의 예측이 중요하다. 이러한 취성 파괴와 관련된 설계 인자 중 하나가 취성 파괴의 깊이라고 할 수 있으며 터널 주변 암반의 취성 파괴의 깊이를 아는 것은 터널 보강량 예측을 위해 필요하다(Cai and Kaiser, 2014).

이러한 터널 주변 과응력 암반의 취성 파괴 거동을 효과적으로 묘사하여 특히 터널 주변에 최대 주응력 방향과 연직으로 나타나는 흠 형태의 파괴 영역의 깊이와 범위를 예측할 수 있는 수치 모델(numerical model)과 이를 구현할 해석 방법과 절차(numerical method and procedure)는 자료 한정적인 심부 터널 건설 사업 초기에 유용하게 활용될 수 있을 것이다.

그러나 터널 굴착으로 발생한 유도 응력의 조건에 따라 다양한 파괴 형태가 발생할 수 있으며 따라서 단일한 파괴 기준을 가지고 과응력 암반의 파괴를 예측하는 데에는 한계가 있다. 그 예로 실험실 실험과 지하 실험실 시험 터널 계측 결과의 분석을 바탕으로 취성 파괴의 경우는 암반 강도의 점착력 요소가 지배한다는 점을 밝히고 Hoek-Brown 파괴 조건에서 마찰력 요소를 배제한($m = 0$) Hoek-Brown 취성 변수를 제안하였으나 취성 파괴 영역의 크기와 형상을 정확하게 예측하는 데에는 한계가 있었다(Martin et al., 1999). 점착력 상실로 인한 파괴는 일정한 응력 수준 이상이 되면 마찰력이 전이되어 발휘되는 단계가 되므로 Hoek-Brown 취성 변수로는 응력의 전 구간의 암반 파괴 거동을 설명할 수 없다.

한편 Read et al. (1998)은 응력 경로의 분석을 통해 터널의 굴착이 진행되면서 막장 전방의 응력 변화에 의한 손상이 발생하여 강도가 저하된 암반이 터널 막장에 노출되면서 파괴가 시작되나 터널이 더 굴진하면서 발생하는 진행성 파괴(progressive failure)는 이런 강도 저하 없이 형성된 흠 주변의 응력 집중이 주된 동력이라고 주장하였다.

따라서 취성 암반의 수치 모델은 응력 수준에 따른 점착력 저하와 마찰력 전이 현상을 구현하고 해석 방법 및 절차는 터널 굴착에 따른 응력 조건의 변화 과정을 반영해야 한다. 본 연구에서 이 같은 조건에 근접하는 수치 해석을 위한 취성 암반 파괴 모델로 Kaiser et al. (2000)이 제시한 이중 선형 절단 파괴 포락선(Bi-linear failure envelope cut off)을 적용하였다. 이 파괴 포락선은 Fig. 6과 같이 응력 수준에 따라

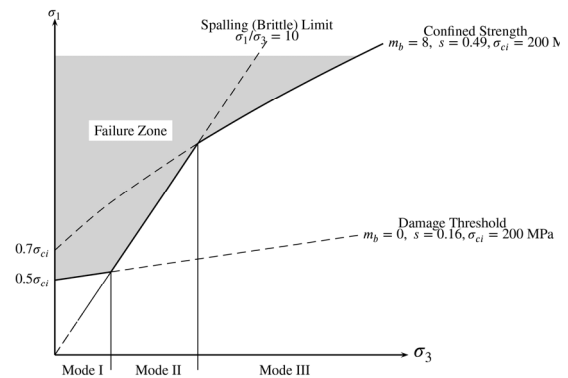


Fig. 6. Bi-linear failure envelope cut off and strength parameters for numerical simulation

손상 임계(damage threshold), 파석 한계(spalling limit), 구속 암반 강도 또는 실험실 장기 강도(confined rock mass strength or long term laboratory strength)의 세 가지 요소로 구성된다. 이 그림에는 수치해석에 사용한 각 요소의 강도 변수들이 함께 표현되어 있다.

이 파괴 모델에서 파괴포락선은 최소 주응력(σ_3)의 크기에 의해 Fig. 6과 같이 세 가지 모드로 나뉘어 적용되며 각 모드의 σ_3 의 범위는 다음과 같다.

$$\text{Mode I: } 0 \leq \sigma_3 \leq \frac{\sqrt{s_I}}{R_b - 1} \sigma_c$$

Mode II:

$$\frac{\sqrt{s_I}}{R_b - 1} \sigma_c \leq \sigma_3 \leq \frac{m_{III} + \sqrt{m_{III}^2 + 4s_{III}(R_b - 1)^2}}{2(R_b - 1)^2} \sigma_c$$

$$\text{Mode III: } \sigma_3 \geq \frac{m_{III} + \sqrt{m_{III}^2 + 4s_{III}(R_b - 1)^2}}{2(R_b - 1)^2} \sigma_c$$

여기서, $R_b = \sigma_1/\sigma_3$ 는 취성 한계비이며 Hoek-Brown 변수 m , s 에 붙은 첨자는 각 모드에 해당되는 값임을 의미한다.

이러한 복합적 다중 파괴 조건과 터널 주변 취성 암반의 진행성 파괴의 특성을 구현하기 위해 본 연구에서 채택한 전략은 탄성-탄소성 연계(elastic-elastoplastic coupling)와 탄소성 영역의 점진적 확대(gradual spreading

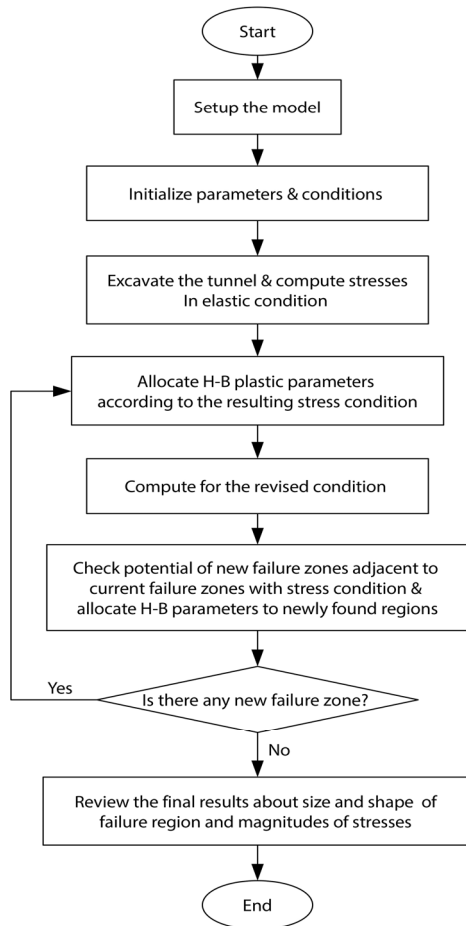


Fig. 7. Procedure of the numerical analysis for simulating brittle behaviour of rock mass around deep tunnel

of elastoplastic region)이다. 이는 복합적 다중 파괴 조건을 적용하기 위한 유도 응력 분포 조건을 파악하고 취성 파괴의 영향을 파괴 영역 주변으로 전파시키기 위한 방법론적인 선택 사항이며 그 절차는 Fig. 7에 설명되어 있다.

본 해석 모델의 검증은 위하여 AECL의 지하 실험실의 420 레벨의 직경 3.5 m의 시험 터널에서 관찰한 취성 파괴 프로파일의 결과와 본 해석 모델을 적용한 3차원 수치해석의 결과를 비교하였다. 시험 터널의 현장 응력 조건은 수평에서 11~14°틀어진 조건으로 $\sigma_1 = 60 \pm 3 \text{ MPa}$, $\sigma_3 = 11 \pm 2 \text{ MPa}$ 이다(Martin,

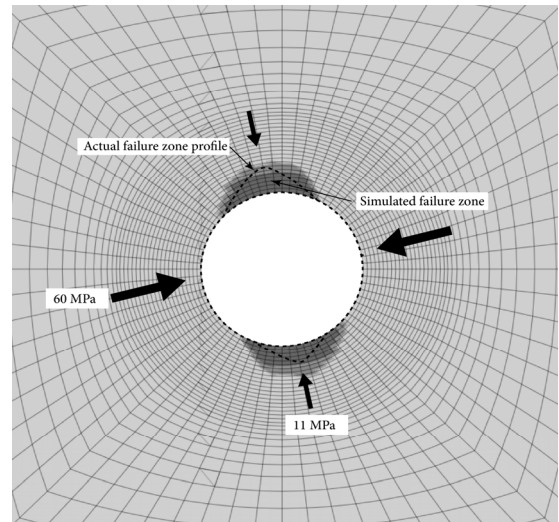


Fig. 8. Comparison of an actual brittle failure profile and the result of numerical simulation

1995).

Fig. 8에 나타난 결과를 살펴보면 해석 결과 취성 파괴 영역의 형상과 범위가 실제 취성 파괴 프로파일과 대체적으로 일치하는 것으로 나타났다. 하부의 취성 파괴 영역의 경우는 실제의 범위가 다소 작게 나타난 것을 볼 수 있는데 이는 실제의 경우 파괴된 암괴가 쌓여 파괴의 범위가 축소된 데에 기인하는 것으로 볼 수 있다.

한편 취성 파괴의 특성을 반영하기 위하여 손상 임계와 파석 한계 응력 구간에 파괴 모델에 잔류 강도를 적용하여 재료 연화(material softening)를 구현하였다(Cundall et al., 2003).

5.2 수치 해석 조건

심도와 초기응력비에 따라 심부 터널 주변 암반의 취성 파괴 깊이와 손상 영역을 자료 한정적인 조건에서 보다 합리적으로 추정할 수 있는 기반을 제공하고 자 본 연구에서 개발한 수치 모델과 해석 절차를 사용하여 3차원 수치 해석을 실시하였으며 이를 위하여 해석 프로그램으로 미국 이타스카사(Itasca consulting

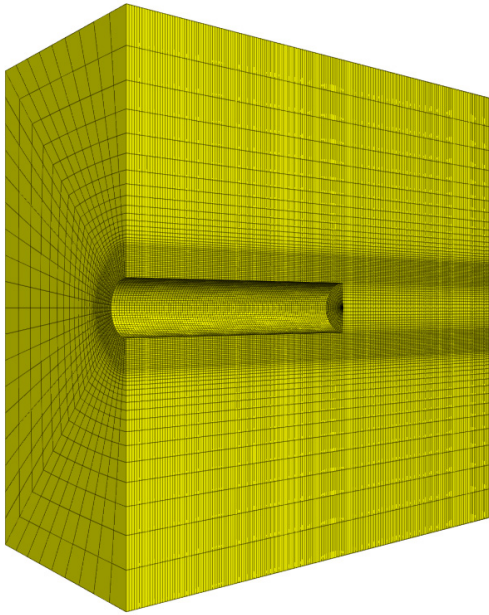


Fig. 9. A three-dimensional finite difference grid for the numerical study

group, Inc.) 의 유한차분법 3차원 연속체 해석 프로그램인 FLAC3D (version 4)을 사용하였다. 해석을 위한 3차원 요소망(grid)는 Fig. 9와 같다.

해석 대상은 암반의 취성 거동이 주로 심부 암반에 국한되는 문제이므로 심도 500 m에서 3,000 m까지 500 m 간격의 응력 조건을 가정하였으며 이 때의 응력 조건은 수직 응력의 경우 식 (3)을 이용하여 각 심도에 해당하는 응력을 계산하고 수평 응력의 경우 그 편차가 심하므로 Brown and Hoek (1978)의 사례 조사 연구에서 제안한 심도와 수직응력에 대한 수평응력비의 경험적 관계식(식 (4))을 이용하여 그 상한값을 적용하였다(Table 1, Fig. 10).

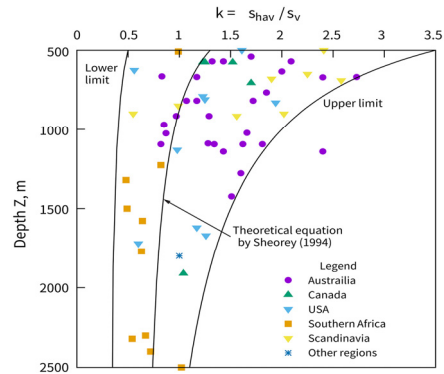


Fig. 10. Depth vs. empirical limits and theoretical calculation of the horizontal stress ratio to the vertical stress (modified from Hoek & Brown, 1978)

Table 2. Input parameters for numerical analysis

Parameter	Value
Hoek-Brown strength (Confined condition strength)	$m = 8, s = 0.49,$ $\sigma_{ci} = 200 \text{ MPa}$
Hoek-Brown brittle strength (Damage threshold)	$m = 0, s = 0.16,$ $\sigma_{ci} = 200 \text{ MPa}$
Spalling limit (Brittle limit)	$\sigma_1 / \sigma_3 = 10$

해석에 사용한 입력 변수들은 Table 2와 같다. 암반의 취성 거동은 일반적으로 강도가 높고 신선한 경암 조건에서 주로 발생하므로 무결암 일축압축강도(σ_{ci})는 그 범주의 암반에 해당하는 200 MPa을 가정하였다.

나머지 소성 변수들로 파석 한계는 $\sigma_1 / \sigma_3 = 10$ 로 적용하였으며 손상 임계의 s 값은 0.16으로 이는 $\sigma_1 - \sigma_3 = 0.4\sigma_{ci}$ 에 해당하며 사전 해석을 통해 채택하였다. 암반의 구속 조건 강도는 문헌에서 실내 시험의 장기 강도 또는 불안정 균열 응력과 해당하며 이는 $0.7-0.8\sigma_{ci}$ 범위라는 점을 감안하여 $s = 0.49$ 로 결정하였다.

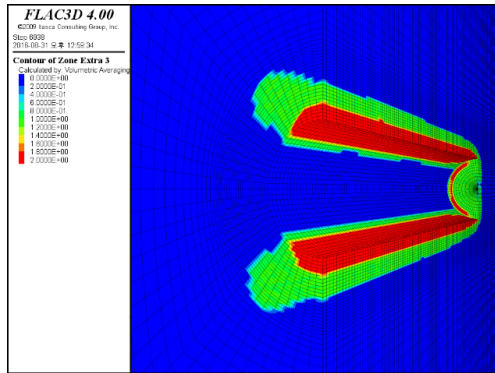
Table 1. Estimated vertical stresses at selected depths and associated horizontal stress ratios for the numerical analyses

Depth (m)			500	1000	1500	2000	2500	3000
Vertical stress calculated (MPa, Eq. (3))			13.5	27.0	40.5	54.0	67.5	81.0
Horizontal stress ratio to vertical stress (k)	Empirical data (Eq. (4))	Upper limit	3.50	2.00	1.50	1.25	1.10	1.00
		Lower limit	0.50	0.40	0.37	0.35	0.34	0.33
		Mean	2.00	1.20	0.93	0.80	0.72	0.67
	Theoretical calculation (Eq. (5))		1.30	0.95	0.83	0.78	0.74	0.72

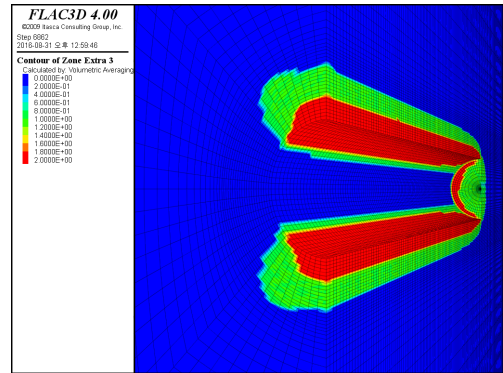
5.3 결과 및 토의

해석 결과 최종적인 취성 파괴 영역은 Fig. 11과 같다. 그림에서 터널 주변에 천단과 바닥 중심부에 파괴 영역이 형성되어 있음을 확인할 수 있으며 파괴

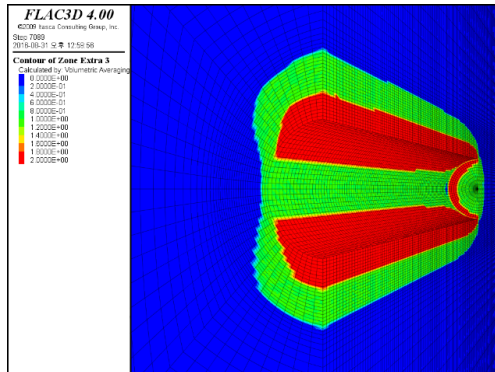
영역 바깥쪽으로 밝게 표시된 영역은 $\sigma_1 - \sigma_3 = 0.3\sigma_{ci}$ 로 가정한 손상 영역을 표현한 부분이다. 심도 500 m에서 1,500 m까지는 파괴 영역이 천정과 바닥부에 V-형태 홈 모양에 가깝게 분리되어 발달한 양상을 보인다. 반면 심도 2,000 m 부터는 파괴 영역이 합해져서



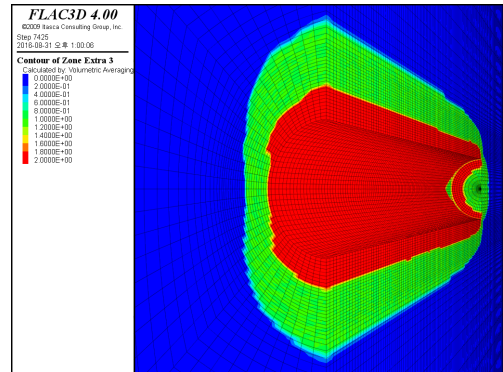
(a) Depth=500 m, Stress ratio=3.5



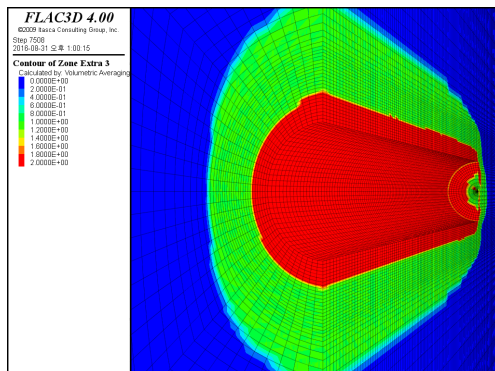
(b) Depth=1000 m, Stress ratio=2.0



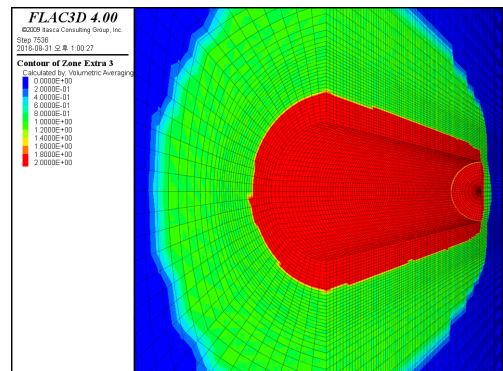
(c) Depth=1500 m, Stress ratio=1.5



(d) Depth=2000 m, Stress ratio=1.25



(e) Depth=2500 m, Stress ratio=1.1



(f) Depth=3000 m, Stress ratio=1.0

Fig. 11. Depths and shapes of failure zones from the numerical simulations. The lighter regions outside of the failure zones are expected damage zones

터널 경계 전체로 확산되어 있다. 이는 심도가 증가하면서 응력 수준이 높아짐에 따르는 결과이면서 초기 수평응력비가 작아지면서 파괴 영역이 고르게 나타나는 것으로도 생각할 수 있다. 다만 이같은 조건의 실제 현상에서 이와 같은 형상과 범위의 파괴가 이루어지는 지는 실증적 연구나 사례의 확인이 필요하며 터널 설계와 시공의 실무 상황에서는 어떤 의미를 가지며 그 대책은 어떻게 세울 지에 대해서도 연구가 필요할 것이다.

밝게 표시된 손상 영역은 단순히 미소 진동 계측과 실험을 통해 밝혀진 균열개시 수준 응력($\sigma_1 - \sigma_3 = 0.3\sigma_{ci}$)을 고려한 예측의 시도이다. 파괴가 발생하지는 않았으나 내부에 발생한 균열로 인한 상당한 강도 저하가 일어났을 것으로 간주되는 손상 영역의 예측은 터널 안정성 확보를 위한 보강 설계라는 측면에서 시사하는 바가 크다. 따라서 파괴 영역 바깥으로 발달되어 있을 것으로 예상되는 손상 영역의 보다 합리적이고 근거 있는 예측에 관한 추가 연구도 필요하다.

해석 결과에 의해 예측된 파괴 깊이는 Table 3에 정리하였다. Fig. 12에는 Martin et al. (1999)에 의해 조사된 문헌들의 취성 파괴 깊이와 경험적 추정식 그리고 본 해석에서 추정한 취성 파괴 깊이가 함께 표시되어 있다. 수치 해석 결과의 파괴 깊이는 경험적 추정식의 예상 범위 내에 모두 포함되어 있음을 알 수 있다.

이처럼 본 연구에서 수행한 수치 해석 결과 터널 주변 취성 파괴 깊이의 크기를 합리적으로 예측하는

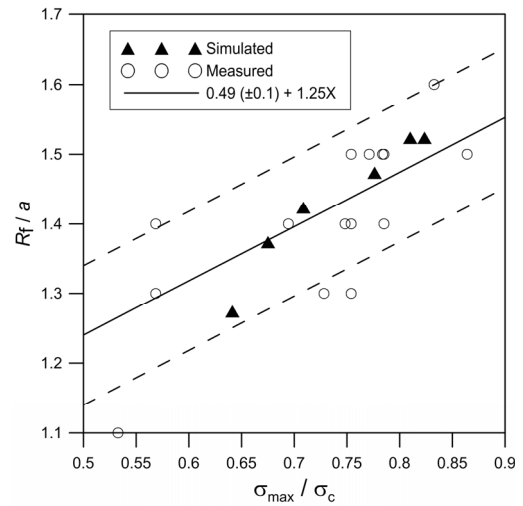


Fig. 12. Comparison of depth of failure simulated and measured

것으로 나타났다. 반면 Fig. 11에 보이는 파괴 영역의 형상은 뾰족한 V-형태의 흠을 완벽하게 표현하고 있지는 못하다. 이는 요소망으로 구획된 단위로 계산을 수행하는 수치 해석의 한계로 인하여 형상에 따른 응력 집중과 점진적 파괴 과정의 미세한 모사가 어려운 점에서 기인하는 것으로 판단된다.

Fig. 13에는 터널의 굴착이 진행되는 동안 Fig. 13(g)에 표시된 측정 위치에서 측정한 최대 주응력과 최소 주응력 변화 추이를 보여주는 응력 경로가 각 해석 조건 별로 표현되어 있다. 터널 막장 전방의 A지점은 터널 막장으로부터 3D 전방에 위치하였으며 B는 0.5D, C는 0.05D에 위치해 있으며 터널이 통과한 후 D는 -0.05D, E는 -0.5D, F는 -3D (-는 터널 통과

Table 3. Depths of failure extracted from the numerical analyses and calculated by Eq. (7)

Depth (m)	Stress ratio (σ_h/σ_v)	R_f/a (simulated)	R_f/a (calculated)	σ_v (MPa)	σ_h (MPa)	σ_{max}/σ_c ($\sigma_c = 200$ MPa)
500	3.50	1.27	1.29	13.50	47.25	0.64
1000	2.00	1.37	1.33	27.00	54.00	0.68
1500	1.50	1.42	1.38	40.50	60.75	0.71
2000	1.25	1.52	1.42	54.00	67.50	0.74
2500	1.10	1.47	1.46	67.50	74.25	0.78
3000	1.00	1.52	1.50	81.00	81.00	0.81

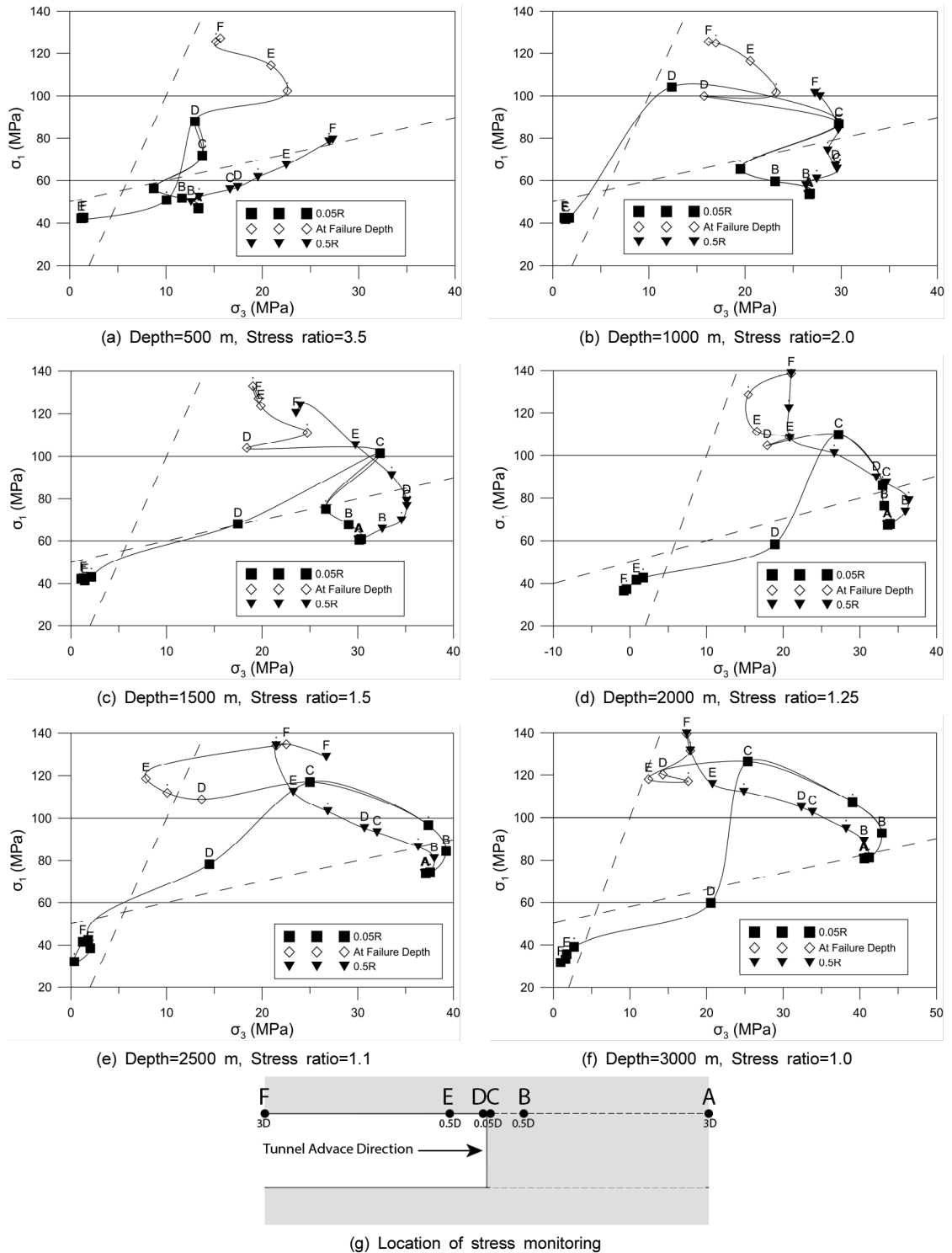


Fig. 13. Stress paths of points in the tunnel periphery during tunnel advancing from the numerical simulations

이후를 의미)에 위치한다. 터널 경계면에서 0.05R 떨어진 지점과 0.5R 떨어진 지점 그리고 파괴가 발생한 경계면에 인접한 지점의 3군데 측정에서 각 지점 별로 응력을 측정하였다. 그림에서 보이는 2개의 파선은 파석 한계와 손상 임계를 각각 나타낸다.

각 해석 조건 별로 응력 수준의 차이는 있지만 기본적으로 터널 막장 전방의 B지점부터 급격한 변화가 시작되어 막장을 통과하면서(C-D 지점) 방향 전환을 이루고 나서 일정한 방향으로 변화의 추세가 진행되는 양상을 보이고 있다. 막장면 통과 이후 파괴 영역 안에 속하는 0.05R 측정점의 응력 경로는 $\sigma_1 = 40 \text{ MPa}$ 전후로 수렴되고 있으나 파괴 영역에 인접한 측정점은 응력 집중이 이루어져 손상 임계를 상회하여 파석 한계와 구속 강도 포락선에 접근하고 있음을 보여 준다. 이는 본 연구에서 채택한 탄성-탄소성 연계와 탄소성 영역의 점진적 확대 해석 방법에 따라 파괴 영역 경계의 응력 집중이 발생하는 현상이 모사되었음을 나타내고 있다.

6. 결 론

과응력 상태에 놓인 심부 터널 주변 암반의 파괴는 주응력의 크기, 방향과 같은 응력 조건이 지배하며 일반적인 천부 터널 주변 암반에서는 나타나지 않는 파석, 판상 파괴, 암석 파열과 같은 현상으로 나타나는 취성 파괴가 발생할 가능성이 높다. 따라서 취성 파괴에 의한 터널 주변 암반의 파괴 영역의 범위를 사전에 예측하는 것이 심부 터널 건설 사업의 계획과 설계 단계에서 중요하지만 취성 파괴의 특징인 점착력 상실과 마찰력 전이 현상은 일반적인 암반 파괴 모델로 모사할 수 없으므로 이에 기반한 수치 해석으로는 심부 터널 주변 암반의 취성 거동을 합리적으로 모사하기 어렵다.

또한 응력 조건이 지배하는 심부 암반의 파괴 거동을 예측하기 위하여 필수적 현장 응력의 측정은 그 비용과 정확성의 문제 때문에 계획과 설계 단계에서

실질적 접근에 의한 측정은 거의 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 심부 터널의 계획과 설계 단계에서 자료 한정적인 조건에서 취성 암반의 거동을 합리적으로 예측할 수 있는 수치 해석 방법을 시도하였다.

이 방법은 이중 선형 절취 파괴 포락선으로 표현되는 암반 파괴 모델과 탄성탄소성 연계 해석 및 탄소성 영역의 점진적 확대로 구성되며 이를 3차원 유한 차분법 수치 모델로 구현하였다.

심부 터널을 대표하는 심도 구간(500~3,000 m)에 대하여 기존 측정 자료에 근거한 초기 수평 응력비를 적용하여 산정한 초기 응력 조건에 대하여 개발된 수치 해석 방법을 적용한 3차원 유한 차분 수치 해석을 실시한 결과 심부 터널 주변 암반의 취성 거동을 합리적으로 예측할 수 있는 것으로 밝혀졌다.

예로 해석 결과 추정된 취성 파괴 깊이는 $R_f/a = 1.27 \sim 1.52$ 의 범위를 가지고 기존 사례에 대한 경험적 관계식이 제시한 결과 범위 안에 속하는 것을 알 수 있었다. 또한 탄소성 영역의 점진적 확대에 인하여 V-형 홈 형태의 파괴 영역 주변의 응력 집중이 효과적으로 모사되었으며 파괴 영역과는 별개로 보강 영역의 결정과 관계가 깊은 손상 영역 예측의 가능성을 보여 주었다.

본 연구에서 개발한 심부 터널 주변 취성 암반 수치 해석 방법은 심부 터널의 주변 암반의 거동을 예측하여 터널의 안정성을 확보하기 위한 굴착과 보강 계획 수립에 필요한 변수를 제공할 수 있을 것이다. 그러나 신뢰성과 활용성을 높이기 위해서는 추가적으로 취성 거동의 실제 사례들에 대한 적용 연구를 통한 매개변수와 모델의 보정이 필요하다.

References

1. Amadei, B., Stephansson, O. (1997). Rock stress and its measurement. Chapman & Hall.
2. Aydan, Ö., Akagi, T., Kawamoto, T. (1996). The Squeezing Potential of Rock Around Tunnels: Theory and Prediction with Examples from Japan. Rock

- Mech. Rock Eng., Vol. 29, No. 3, pp. 125-143.
3. Brown, E. T., editor (1981). Rock Characterization Test and Monitoring: ISRM Suggested Methods. Pergamon Press.
 4. Brown, E. T., Hoek, E. (1978). Trends in Relationships between Measured In-Situ Stresses and Depth., Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 15, No. 4, pp. 211-215.
 5. Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y., Maejima, T., Morioka, H., Minami, M. (2004). Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 41, No. 5, pp. 833-847.
 6. Cai, M., Kaiser, P.K. (2014). In-situ Rock Spalling Strength near Excavation Boundaries. Rock Mech. Rock Eng., Vol. 47, No. 2, pp. 659-675.
 7. Cundall, P., Carranza-Torres, C., Hart, R. (2003). A new constitutive model based on the Hoek-Brown criterion. In Brummer, R. et al., editor, *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics - 2003* (Proceedings of the 3rd International FLAC Symposium, Sudbury, Ontario, Canada, October 2003), pp. 17-26, Lisse. Balkema.
 8. Diederichs, M.S. (2003). Manuel Rocha Medal Recipient Rock Fracture and Collapse Under Low Confinement Conditions. Rock Mech. Rock Eng., Vol. 36, No. 5, pp. 339-381.
 9. Hajiabdomajid, V., Kaiser, P., Martin, C. (2002). Modelling brittle failure of rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 39, No. 6, pp. 731-741.
 10. Hoek, E., Guevara, R. (2009). Overcoming Squeezing in the Yacambú-Quibor Tunnel, Venezuela. Rock Mech. Rock Eng., Vol. 42, No. 2, pp. 389-418.
 11. Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock. A. A. Balkema, Rotterdam.
 12. Hoek, E., Marinos, P.G. (2008). Tunnelling in over-stressed rock. In Vrkljan, I., editor, *Rock Engineering in Difficult Ground Conditions - Soft Rocks and Karst*, pages 49-60, London. Taylor and Francis Group.
 13. Kaiser, P.K., Cai, M. (2012). Design of rock support system under rockburst condition. J. Rock Mech. Geotech. Eng., Vol. 4, No. 3, pp. 215-227.
 14. Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J., Steiner, W. (2000). Underground Works in Hard Rock Tunnelling and Mining. In ISRM International Symposium, Melbourne, Australia.
 15. Martin, C.D. (1995). Brittle rock strength and failure: Laboratory and in situ. In Fujii, T., editor, *Proceedings of the 8th, ISRM Congress on Rock Mechanics*, Tokyo. Vol. 3, pp. 1033-1040. A. A. Balkema.
 16. Martin, C.D. (1997). Seventeenth canadian geotechnical colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, No. 5, pp. 698-725.
 17. Martin, C.D., Chandler, N.A. (1994). The Progressive Fracture of Lac du Bonnet Granite. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 31, No. 6, pp. 643-659.
 18. Martin, C.D., Christiansson, R., Söderhäll, J. (2001). Rock stability considerations for siting and constructing a KBS-3 repository Based on experiences from Äspö HRL, AECL's URL, tunneling and mining. Technical report, TR-01-38, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company, Stockholm.
 19. Martin, C.D., Kaiser, P.K., McCreath, D.R. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp. 136-151.
 20. McCutchen, W. (1982). Some Elements of a Theory for In-situ Stress. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 19, No. 4, pp. 201-203.
 21. Mezger, F., Anagnostou, G., Ziegler, H.J. (2013). The excavation-induced convergences in the Sedrun section of the Gotthard Base Tunnel. Tunnelling Underground Space Technol, Vol. 38, pp. 447-463.
 22. Panet, M. (1996). Two Case Histories of Tunnels Through Squeezing Rocks. Rock Mech. Rock Eng., Vol. 29, No. 3, pp. 155-164.
 23. Read, R., Chandler, N., Dzik, E. (1998). In situ strength criteria for tunnel design in highly-stressed rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 35, No. 3,

- pp. 261-278.
24. Roby, J., Willis, D., Carollo, B.S. (2008). Coping with difficult ground and 2000 m of cover in peru. In World Tunnel Congress 2008 - Underground Facilities for Better Environment and Safety, pp. 1003-1016.
25. Sheorey, P.R. (1994). A Theory for In Situ Stresses in Isotropic and Transversely Isotropic Rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 31, No. 1, pp. 23-34.
26. Wang, J., Zeng, X., Zhou, J. (2012). Practices on rockburst prevention and control in headrace tunnels of Jinping II hydropower station. J. Rock Mech. Geotech. Eng., Vol. 4, No. 3, pp. 258-268.